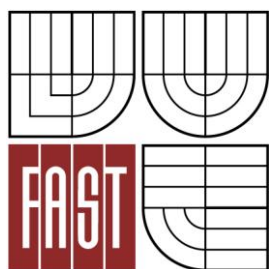




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCHA ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ŽELEZOBETONOVÁ NOSNÁ KONSTRUKCE OBJEKTU PATROVÝCH GARÁŽÍ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURE OF A MULTISTORIED GARAGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Daniel Klajba

VEDOUcí PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PAVEL ŠULÁK, Ph.D.

BRNO 2013



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608R001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Daniel Klajba
Název	Železobetonová nosná konstrukce objektu patrových garáží
Vedoucí bakalářské práce	Ing. Pavel Šulák, Ph.D.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2012
Datum odevzdání bakalářské práce	24. 5. 2013
V Brně dne 30. 11. 2012	

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Platné předpisy a normy (včetně změn a doplňků) zejména:

ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 19901 -1 až 4 Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí

Další potřebná literatura po dohodě s vedoucím bakalářské práce

Zásady pro vypracování

V rámci bakalářské práce bude navržena železobetonová monolitická stropní konstrukce typického podlaží. Pro analýzu nosné konstrukce bude použit výpočetní program MKP. Výsledky budou ověřeny zjednodušenou ruční metodou. Posouzení prvků proveďte podle mezního stavu únosnosti. Kromě statické analýzy bude vypracována i výkresová dokumentace v odpovídající kvalitě a rozsahu bakalářské práci.

Předepsané výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části

P1) Použité podklady

P2) Statický výpočet

P3) Výkresová dokumentace

P4) řešení vnitřních sil a výstupy výpočetního programu

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x)

Popisný soubor závěrečné práce (1x)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě dle směrnic a na CD (1x).

Předepsané přílohy

.....
Ing. Pavel Šulák, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Cílem bakalářské práce je návrh železobetonové monolitické stropní konstrukce typického podlaží objektu patrových garáží. Nosná konstrukce je tvořena příčným rámem sestávajícího z příčlů, na kterých jsou uloženy trámy a deska nosná v jednom směru. Příčle jsou podporovány sloupy. Reakce od konstrukce jsou přenášeny do základové půdy prostřednictvím základových patek. Návrh byl proveden podle normy ČSN EN 1992-1-1 na mezní stav únosnosti.

Analýza konstrukce byla provedena pomocí výpočetního programu Scia Engineer 2012 – Studentská verze. Výsledky byly ověřeny zjednodušenou ruční metodou – metoda rámových výseků.

Řešená konstrukce byla pomocí programu Scia Engineer modelována rovněž ve 3D spolu s druhou variantou stropní konstrukce – lokálně podepřená deska. Bylo provedeno srovnání obou variant.

Abstract

The aim of bachelors's thesis is to design monolithic reinforced concrete ceiling structure of a typical storey of a multistoried garage. The supporting structure consists of a frame consisting of rungs, which are stored by beams and slab. Rungs are supported by columns. Reactions of the structure are transmitted to the foundation soil by footings. The design was made according to standard ČSN EN 1992-1-1 for ultimate limit state.

Structural analysis was performed using Scia Engineer 2012 – Student version. The results were validated by simplified manual method.

Structure was modeled using Scia Engineer 2012 also in 3D together with second option of ceiling structure – locally supported plate. Comparison between these two variants was made.

Klíčová slova

patrová garáž, železobetonový příčný rám, příčel, trám, deska, sloup, patka, lokálně podepřená deska, Scia Engineer 2012, 2D model, 3D model

Keywords

multistoried garage, reinforced concrete frame, rung, beam, slab, column, footing, locally supported plate, Scia Engineer 2012, 2D model, 3D model

Bibliografická citace VŠKP

KLAJBA, Daniel. *Železobetonová nosná konstrukce objektu patrových garáží*. Brno, 2013. 28 s., 164 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Pavel Šulák, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 24.5.2013

.....
podpis autora
Daniel Klajba

Poděkování

Děkuji především vedoucímu bakalářské práce panu ing. Pavlu Šulákovi, PhD za odborné vedení práce, za vstřícný, svědomitý a přátelský přístup a praktické rady v průběhu zpracování práce.

Rovněž děkuji pracovníkům Ústavu pozemního stavitelství, především paní ing. arch. Ivaně Utíkalové při pomoci prvotního návrhu dispozičního řešení garáže.

Obsah

Seznam kapitol	1
1 Úvod	1
1.1 Úvod do problematiky	1
1.2 Cíle práce	2
2 Popis konstrukce	3
2.1 Základy	3
2.2 Sloup	4
2.3 Příčel	4
2.4 Stropní trám	5
2.5 Deska	5
2.6 Jádru	6
3 Zatížení konstrukce	7
3.1 Stálé	7
3.2 Proměnné	7
3.2.1 Zatížení sněhem	7
3.2.2 Zatížení větrem	8
3.2.3 Užité	9
3.3 Kombinace zatížení	9
4 Materiál	10
4.1 Beton	10
4.2 Betonářská výztuž	10
5 3D Model Scia Engineer 2012	12
5.1 Zatížení.	12
5.2 Okrajové podmínky	13
5.3 Trámový strop	13
5.4 Lokálně podepřená deska	14
5.5 Srovnání	15
5.5.1 Průhyb	15
5.5.2 Objem betonu	18
5.5.3 Reakce do základové patky	18
5.5.4 Srovnání výsledků 2D a 3D modelu vybraných konstrukčních prvků	19
6 Závěr	22
Seznam použitých zdrojů	23
Seznam použitých zkratk a symbolů	24
Seznam příloh	28

Kapitola 1

Úvod

1.1 Úvod do problematiky

Vícepodlažní stavby, jejichž hlavním účelem je parkování osobních automobilů, tzv. parkovací domy, nachází své využití především v centrech měst a poblíž nákupních center, kde dochází k velké poptávce po parkovacích místech.

Náplní této práce je pohlédnout na jeden z takových parkovacích domů ze statického hlediska a navrhnout způsob provedení stropní konstrukce typického podlaží. Jelikož vlastní návrh parkovacího domu z dispozičního a urbanistického hlediska není předmětem řešení bakalářské práce, posloužil jako inspirace již existující objekt – Parkovací dům Rozmarýn, Kounicova 2, Brno. Stropní konstrukce zmíněného parkovacího domu je řešena jako deska lokálně podepřená sloupy s konzolovým vyložení. Ambicemi této práce nebylo pouze posoudit existující stavbu, ale navrhnout alternativní řešení daného objektu a provést srovnání jednotlivých variant.

Jako alternativní možnost nosné konstrukce byl zvolen příčný železobetonový monolitický rám sestávající z příčlů podporovaných sloupy. Na příčlích jsou uloženy železobetonové trámy a deska nosná v jednom směru. Reakce rámu jsou na základovou spáru přenášeny prostřednictvím základových patek. Výpočet prvků rámu je proveden v příloze č.2 – Statický výpočet, výkresová dokumentace je obsažena v příloze č.3 – Výkresová dokumentace.



Obr. 1.1: Parkovací dům.

1.2 Cíle práce

Vlastní práce je členěna do dvou samostatných úseků. Hlavní částí práce je návrh stropní konstrukce typického podlaží, jejímž cílem je:

- statický rozbor konstrukce, určení vnitřních sil rozhodujících pro dimenzaci pomocí výpočetního programu MKP
- návrh a posouzení nosných prvků na mezní stav únosnosti STR dle ČSN EN 1992-1-1
- vypracování výkresové dokumentace k prvkům, jež byly dimenzovány

Druhou částí bakalářské práce je srovnání variant stropní konstrukce z různých hledisek a posouzení chování jednotlivých variant (průhyby), vliv na neměnné konstrukční prvky (sloupy, patky) a další. V rámci této části bude provedeno:

- vypracování 3D modelu dvou variant stropní konstrukce pomocí programu Scia engineer 2012
- samotné srovnání

Kapitola 2

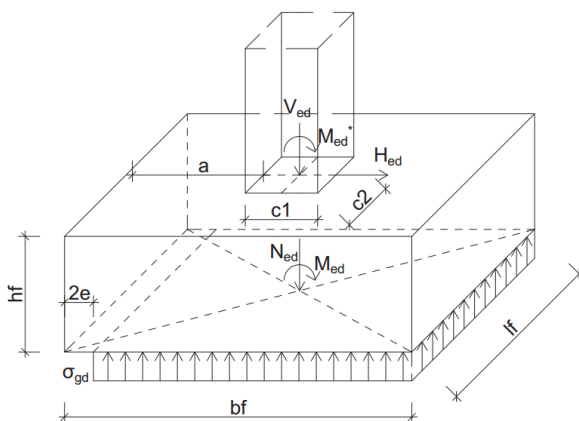
Popis konstrukce

2.1 Základy

Objekt bude založen na základových patkách, resp. základové desce. Základové patky budou přenášet reakce na základovou spáru od příčného rámu, ztužující jádro budovy bude pak založeno na základové desce. V rámci bakalářské práce se omezíme pouze na návrh a posouzení základové patky pod vnitřním sloupem příčného rámu.

Jako výchozí podklad pro návrh patky budou uvažovány jednoduché základové poměry a horní stavba bude idealizována jako nenáročná. Patka bude tedy navržena a posouzena pro 1. geotechnickou kategorii - tabulková únosnost zeminy F3-MS hlína písčítá je 450 kPa. Rozdělení kontaktního napětí v základové spáře je uvažováno rovnoměrné, působící na efektivní ploše základu, podle (2.1):

$$A_{\text{eff}} = l_f \cdot (b_f - 2e) \quad (2.1)$$



Obr. 2.1: Rozdělení kontaktního napětí v základové spáře.

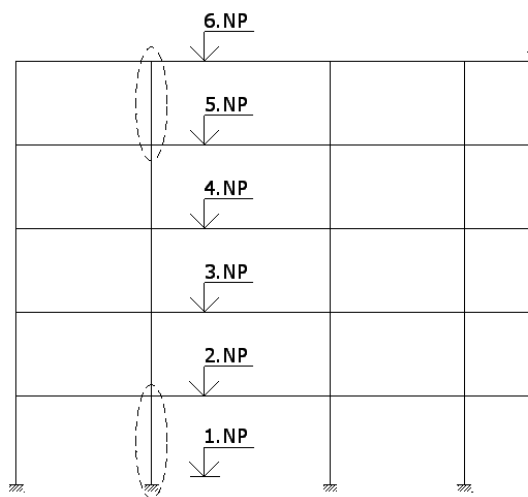
Základová patka je založena v hloubce 1,1 m pod úrovní podlahy prvního nadzemního podlaží.

Síly působící na horním lici patky jsou uvažovány dle obr. 2.1 – tlaková a posouvající síla od sloupu V_{Ed} a H_{Ed} a ohybový moment M_{Ed} působící pouze v jednom směru. Efektivní plocha bude tedy redukována pouze v jednom směru a bude mít tvar obdélníku, viz obr. 2.1.

2.2 Sloupy

Sloupy jsou svislé prvky podporující příčle a přenášející jejich reakce do základové patky. Rozměry sloupů jsou 0,4 x 0,28 metru. Delší rozměr je ve směru rámu, pro dosažení větší účinné výšky průřezu a tudíž vyšší únosnosti k přenesení ohybového momentu. V druhém směru budou horizontální účinky přeneseny do ztužujícího jádra a tímto také zachyceny. Sloupy v prvním nadzemním podlaží mají světlou výšku 2,9 m, ve všech nadzemních pak 2,4 m. Tyto výšky jsou použity pro výpočet štíhlosti sloupů ve statickém výpočtu. Účinná délka sloupu l_0 je uvažována hodnotou rovnou $l/2$, za předpokladu monolitického spojení obou konců sloupu.

V rámci práce byly řešeny dva sloupy – nejvíce namáhaný sloup (první vnitřní sloup příčného rámu) prvního nadzemního podlaží a sloup v pátém podlaží v návaznosti na příčel, která byla dimenzována. Sloupy byly posouzeny pomocí interakčního diagramu na extrémní kombinace zatížení.

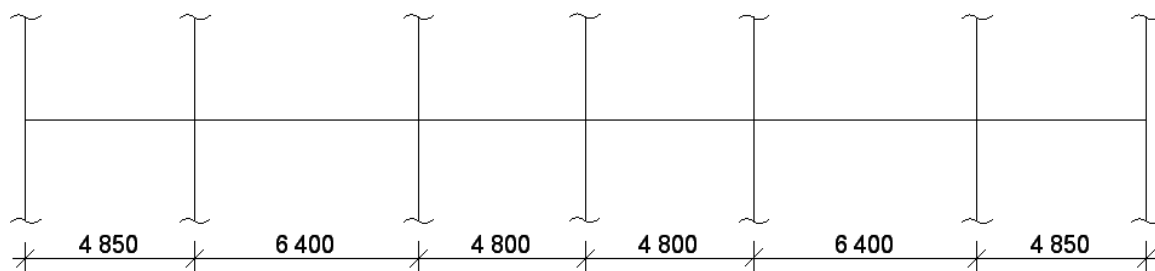


Obr. 2.2: Vyznačení řešených sloupů.

2.3 Příčel

Příčel je vodorovný prutový prvek spojený přes všechna sloupová pole. Rozpětí příčelí v jednotlivých polích je zřejmé z obr. 2.2. Průřez má rozměry 0,6 x 0,28 m.

Na příčelích jsou uloženy stropní trámy nesoucí desku nosnou v jednom směru. Reakce trámů do příčelí jsou uvažovány jako osamělá břemena. Velikosti těchto reakcí byly zjištěny modelováním izolovaných nosníků (trámů) v programu Scia Engineer 2012 (blíže v části 2.4 Trám). Těmito reakcemi byly příčle zatíženy v různých kombinacích – zatěžovací stav 2 až 6, viz. Příloha č.2 – Statický výpočet. Dimenzována byla poslední příčel, která přenáší zatížení od střešního pláště a proměnného zatížení. Je tedy nejvíce namáhána.

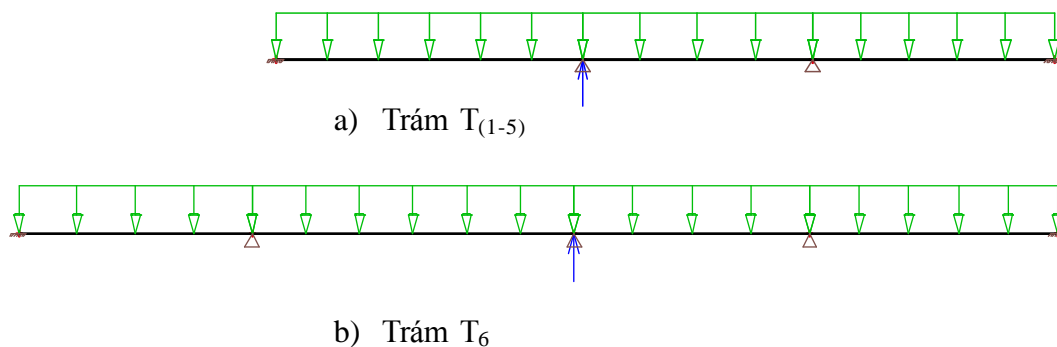


Obr. 2.2: Rozpětí příčlí

2.4 Stropní trám

Stropní trám je rovněž jako příčel vodorovný prutový prvek orientovaný kolmo k příčlím a probíhající spojitě přes všechny příčle od krajního rámu po ztužující jádro. Průřez trámu má rozměry 0,15 x 0,3 m, resp. 0,15 x 0,45 m. Průřez byl v místě nejdelšího rozpětí navýšen. Trám přenáší zatížení od desky a reakce trámu jsou zachyceny příčlemi.

Vzhledem k totožné povaze (z hlediska dimenzace) příčle a trámu není trám dimenzován. Postup dimenzace by byl analogický. Modelování trámu v programu Scia Engineer bylo provedeno pouze za účelem získání první, resp. druhé vnitřní reakce – obr. 2.3. Ve 2D modelu příčného rámu se tyto reakce stanou akcemi, jimiž bude rám zatížen. Logika značení jednotlivých trámů viz. Příloha č.2 – Statický výpočet.



Obr. 2.3: Reakce stropních trámů

2.5 Deska

Stropní deska je díky přítomnosti trámů řešena jako deska pnutá v jednom směru. Osová vzdálenost trámů je 1,6 m (1,65 m). Tloušťka desky je 0,1 m.

Deska byla řešena zjednodušenou metodou pomocí zásad stavební mechaniky. Deska je spojitá po celé ploše podlaží a jednotlivá desková pole jsou vymezena trámy a

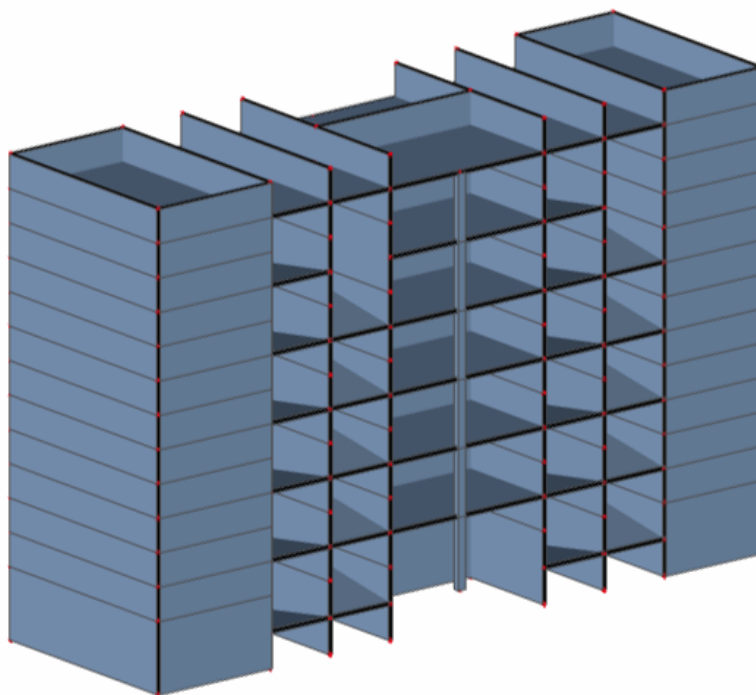
příčlemi. Nadpodporové ohybové momenty a ohybové momenty v poli jsou stejné velikosti odpovídající (2.2).

$$M_{Ed} = \pm \frac{1}{16} \cdot g \cdot l^2 \quad (2.2)$$

kde g je zatížení desky a l je osová vzdálenost trámů.

2.6 Ztužující jádro

Ztužující jádro je tvořeno soustavou železobetonových stěn. Probíhá celým objektem v příčném směru a vystupuje 3,5 m nad úroveň posledního nadzemního podlaží. V krajní části jádra se nachází uzavřená část tvořící prostor hlavního schodiště a výtahové šachty. Na protilehlé straně jádra se nachází podobný prostor tvořící prostor pro nouzové únikové schodiště. Část prostoru mezi popsány částmi tvoří šikmé rampy sloužící k překonávání výškových rozdílů mezi podlažími. Zbytek prostoru vyplňují parkovací stání. Uspořádání jádra je zřejmé z obr. 2.4.



Obr. 2.4: Uspořádání ztužujícího jádra.

Ztužující jádro má mnohonásobně vyšší tuhost než rám v podélném směru. Jeho funkce je tedy zřejmá – zachycení všech horizontálních sil působících na rám v podélném směru. Umožňuje nám tedy omezit se na řešení rámu pouze v příčném směru.

V rámci této práce nejsou účinky konstrukcí objektu na jádro žádným způsobem vyšetřovány a žádné prvky jádra nejsou dimenzovány.

Kapitola 3

Zatížení konstrukce

3.1 Stálé

Mezi stálé zatížení patří vlastní tíha železobetonové konstrukce, konstrukce fasády, nadezdívky atiky a tíha podlahy a zeminy působící na základovou patku. Fasáda je tvořena tabulemi z tvrzeného skla tloušťky 40 mm. Nadezdívka atiky je provedena z plynosilikátových tvárnic Ytong Xella. Žádné další konstrukce (příčky, klimatizace apod.) v objektu nebyly uvažovány.

Vlastní tíha konstrukce je v programu Scia engineer řešena zavedením standartního gravitačního zrychlení Země a zadáním objemové hmotnosti železobetonu na hodnotu $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Zatížení fasádou bylo uvažováno zjednodušeně jako spojitě zatížení o intenzitě 70 kg/m^2 aplikované na krajní stropní trám. Do tíhy fasády byly započítány i ocelové kotvící prvky skelných tabulí. Fasáda je vyložena 0,2 m před líc budovy. Zohlednění předsazení fasády jako náhradního momentu bylo zanedbáno (zanedbatelná velikost). Nadezdívka atiky je uvažována totožně jako fasáda, tedy spojitě zatížení. Intenzita spojitěho zatížení atiky (spolu s nízkým zábradlím) je 130 kg/m^2 . Objemová hmotnost zeminy F3-MS hlína písčitá je 19 kN/m^3 . Stálé zatížení typického podlaží je $2,53 \text{ kN/m}^2$, stálé zatížení posledního podlaží je $5,56 \text{ kN/m}^2$.

3.2 Proměnné

3.2.1 Zatížení sněhem

Umístění objektu je uvažováno ve městě Brno, městské části Brno střed. Výpočet charakteristických hodnot zatížení sněhem byl proveden dle (3.1) podle ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Dle mapy sněhových oblastí obsažené ve zmíněné normě se objekt nachází v II. sněhové oblasti. Pro tuto oblast je charakteristické zatížení sněhem $1,0 \text{ kPa}$.

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

kde μ_i je tvarový součinitel zatížení sněhem roven 0,8 (ploché střechy), C_e součinitel expozice roven 1,0, C_t tepelný součinitel roven 1,0.

Zatížení sněhem bylo uvažováno jako nejjednodušší, tzn. rovnoměrné plošné zatížení sněhem o intenzitě S [kN/m^2]. Sněhové návěje nejsou uvažovány a dále se s nimi nepočítá. Prostor garáží nebude nijak vytápěn, tudíž tepelný součinitel je roven 1,0 a s odtáváním sněhu nebude počítáno.

3.2.2 Zatížení větrem

Výpočet charakteristických hodnot zatížení větrem byl proveden přibližným způsobem dle (3.2) podle ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení větrem. Dle mapy větrných oblastí obsažené ve zmíněné normě se objekt nachází v II. větrné oblasti. Pro tuto oblast je základní rychlost větru $v_{b,0}$ 25 m/s.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.2)$$

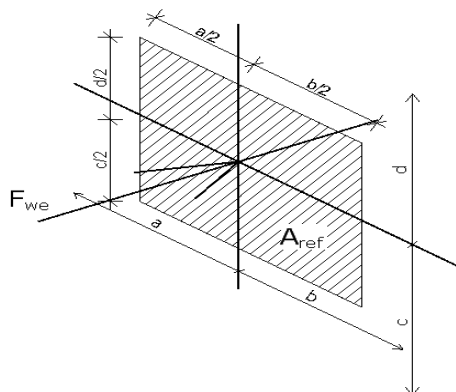
Protože důsledné a podrobně zkoumání účinků větru na členitou konstrukci není předmětem této práce, byla geometrie objektu idealizována tak, aby bylo možné aplikovat základní vzorce pro výpočet účinků větru. Idealizace spočívá v:

- utěsnění všech otvorů v obvodové stěně (skleněná fasáda), na fasádu je pohlíženo jako na dokonale těsnou
- všechny otvory byly uvažovány jako uzavřené

Účelem vyšetřování účinků větru je získání horizontálních sil působících na příčný rám. Představme si, že na rám působí výsledné osamělé síly v místě styku sloupu a příčle (rámový styčník). Takové síly získáme součinem zatěžovací plochy připadající na jeden styčník a tlaku větru na povrch budovy w_e podle vztahu (3.3).

$$F_{we} = c_s \cdot c_d \cdot w_e \cdot A_{ref} \quad (3.3)$$

kde $c_s \cdot c_d = 1,0$ při splnění podmínek uvedených v ČSN EN 1991-1-4, w_e charakteristický tlak větru na povrch budovy dle (3.2), A_{ref} je zatěžovací plocha připadající na jeden rámový styčník.



Obr. 3.1: Zatěžovací plocha připadající na jeden styčník.

3.2.3 Užité zatížení – zatížení vozidly

Hodnoty a model zatížení konstrukce vychází z normy ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení. Výše zmíněná norma předepisuje dva případy zatížení vozidly. Prvním z nich je rovnoměrné plošné zatížení q_k pro stanovení celkových účinků. Druhý případ představuje model zatížení jedné nápravy Q_k pro stanovení lokálních účinků zatížení. V rámci práce bylo uvažováno pouze plošné zatížení.

Podle kapitoly 6.3.3.1 normy ČSN EN 1991-1-1 spadá vícepodlažní parkovací dům do oblasti F – dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (≤ 30 kN celkové tíhy vozidla a s nejvýše 8 sedadly kromě řidiče). Pro tuto kategorii je stanoveno plošné zatížení $q_k = 2,5$ kN/m. Toto zatížení bylo aplikováno na všechna typická podlaží objektu.

3.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byla uvažována jako kombinace pro mezní stav STR dle kapitoly 6.4.3.2 normy ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí jako:

$$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

Hodnoty součinitelů zatížení γ a ψ byly stanoveny dle EN 1991 a přílohy A1 EN 1990.

Kapitola 4

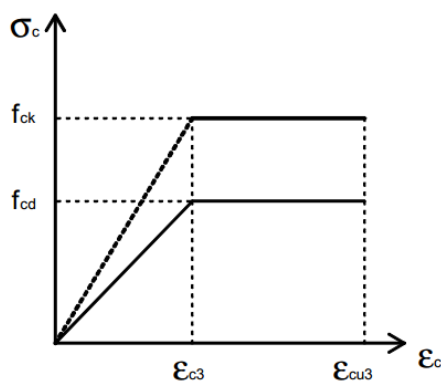
Materiály

4.1 Beton

Pro návrh konstrukce byl použit beton třídy C25/30.

Charakteristické vlastnosti:

- Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- Charakteristická pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa}$
- Modul pružnosti $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
- Přetvoření $\epsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$
 $\epsilon_{c3} = 1,75\text{‰}$



Obr. 4.1: Návrhový bilineární pracovní diagram betonu v tlaku

Návrhové vlastnosti:

- Návrhová pevnost v tlaku

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

4.2 Betonářská výztuž

Jako výztužné pruty pro armování konstrukčních prvků byla zvolena žebříková betonářská ocel B500.

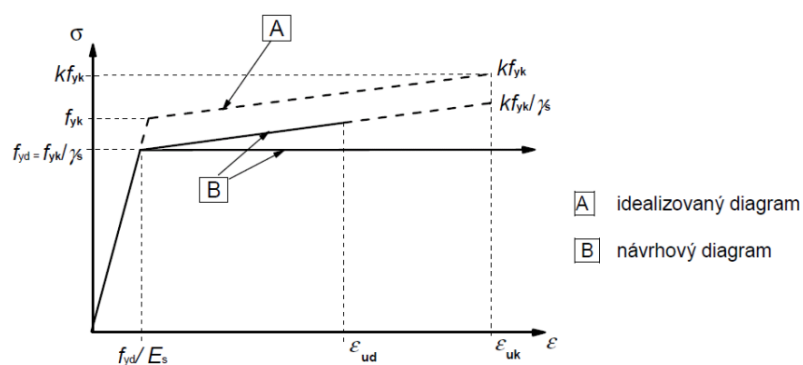
Charakteristické vlastnosti:

- Charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Modul pružnosti $E = 200 \text{ GPa}$
- Přetvoření $\varepsilon_{yd} = 2,175 \text{ ‰}$

Návrhové vlastnosti:

- Návrhová mez kluzu

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (4.2)$$



Obr. 4.2: Pracovní diagram betonářské oceli (pro tah i tlak)

Kapitola 5

3D Model Scia Engineer 2012

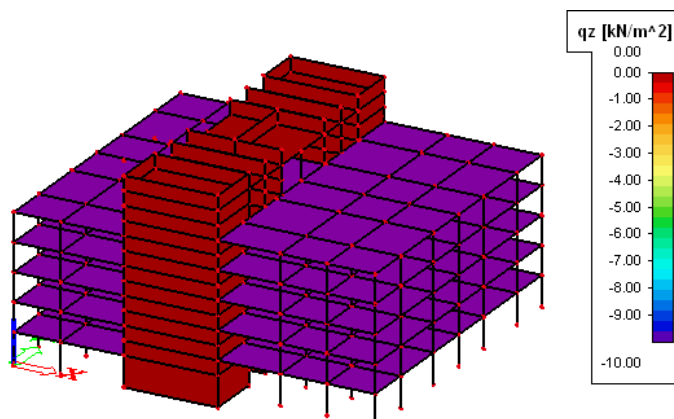
V předešlých úlohách byly všechny dimenzační hodnoty pro návrh vyztužení konstrukčních prvků získávány z jednoduchých modelů řešených v rovině, tedy 2D modely. V této kapitole se blíže podíváme na totožnou konstrukci modelovanou v prostoru – 3D model.

Úkolem 2D modelu bylo stanovení vnitřních sil pro návrh prvků z důvodu jednoduché interpretace výsledků. V 3D modelech si provedeme pouze srovnání dvou variant stropní konstrukce objektu parkovacích garáží z hlediska globálního chování konstrukce. Porovnávány budou varianty trámový strop a deska lokálně podepřená sloupy. Objekt si pomyslně rozdělíme na dvě části, kdy část nalevo od ztužujícího jádra bude tvořit jednu polovinu a část napravo bude tvořit polovinu druhou. V porovnání se omezíme pouze na pravou část objektu.

5.1 Zatížení

Při analýze konstrukce v první části, která sloužila k určení statických veličin pro dimenzace prvků rámu byly, byť ve velmi zjednodušené formě, vyšetřovány i horizontální síly (od větru) působící na konstrukci. Protože 3D model nemá za cíl stanovit dimenzační hodnoty, omezíme zatížení pouze na svislé, a sice rovnoměrné spojitě po celé ploše parkovacího podlaží. Jelikož se jedná o srovnání, není podstatná velikost zatížení. Proto bude aplikováno jednotkové zatížení o velikosti 10 kN/m^2 .

Srovnání se bude týkat pouze částí určených k parkování a na tyto části bude také zatížení aplikováno. Ztužující jádro se šikmými rampami nebude pro srovnání nijak uvažováno.



Obr. 5.1: Plošné zatížení pro srovnání variant.

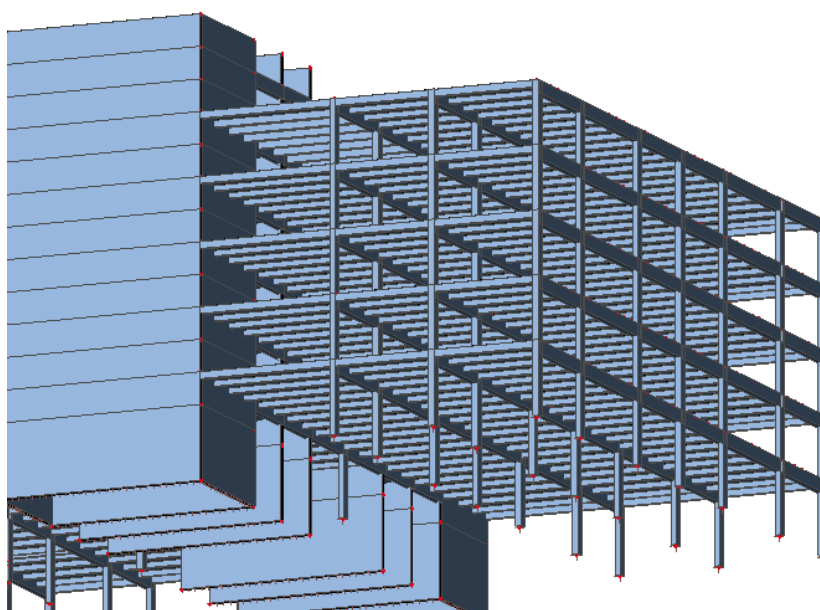
5.2 Okrajové podmínky modelu

Jako jediné okrajové podmínky tohoto modelu byly definovány podpory v místě pomyslného styku sloupu se základovou patkou, resp. styk jádra se základovou deskou. Model základů byl ve velké míře zjednodušen – není aplikována žádná metoda výpočtu podloží a jeho deformací (např. Soilin) a rovněž nejsou zadány ani umělé popuštění podpor reprezentující sednutí. V místě podpor (pata sloupu) je uvažováno dokonalé vetknutí do základu. V programu Scia Engineer bylo tohoto předpokladu dosaženo aplikováním tuhé podpory ve všech směrech a pootočení.

5.3 Trámový strop

Jedná se o původní verzi konstrukce řešené v rovinném modelu přepracované do prostorové úlohy. Schéma a uspořádání konstrukčních prvků je totožné jak popisuje kapitola 2.

Stropní konstrukce byla modelována jako trámový strop. Jedná se o užitečný nástroj programu, který umožňuje modelovat desku s trámy dohromady jako jeden celek, což přináší další výhody v pozdější práci s modelem a při tvoření modelu samotného. Jednou z výhod je zavedení spolupůsobící šířky desky a možnost vyšetřovat síly jako na 2D prvku.



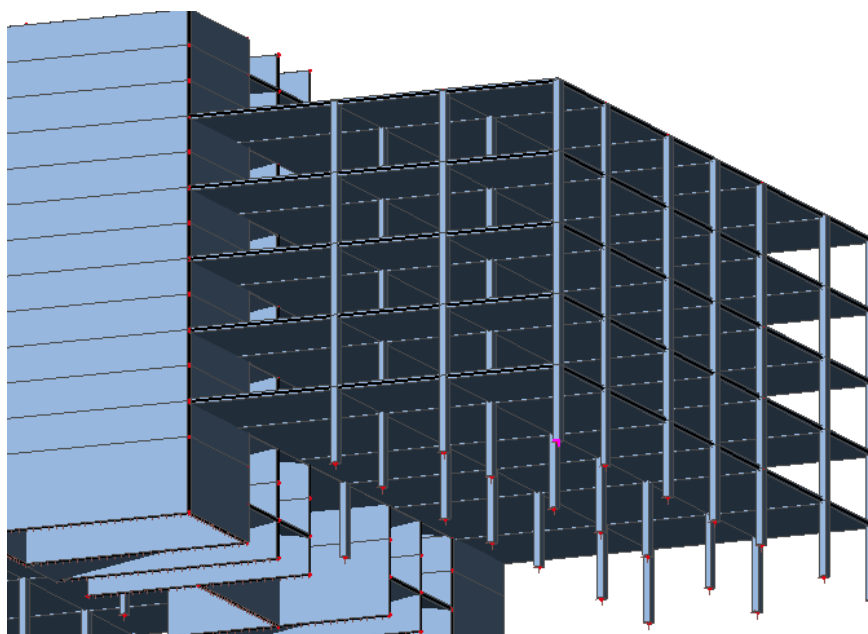
Obr. 5.2: Trámový strop.

5.4 Lokálně podepřená deska

Druhou variantou stropní konstrukce je deska lokálně podepřená sloupy. Deska pravé části objektu má celkové rozměry 16,6 x 32,5 m a tvoří ji celkem 3 x 6 deskových polí. Tloušťka desky byla stanovena orientačně na základě vymezení tloušťky desky $h_{s,lim}$ dle vztahu (5.1) na hodnotu $h = 220$ mm.

$$h_{s,lim} = L_{n,max} \frac{700 + 0,7f_{yk}}{36 + 5\varepsilon \cdot \mu} \quad (5.1)$$

kde	$L_{n,max}$	větší z obou rozpětí pole
	f_{yk}	charakteristická pevnost výztuže desky v MPa
	ε	poměr delšího ke kratšímu rozpětí deskového pole
	μ	součinitel pro desky bez ztužujícího trámu $\mu = 1$



Obr. 5.3: Deskový strop.

Půdorysná osnova umístění sloupů včetně rozměrů zůstává oproti první variantě neměnná. Deskové pole nemají žádné vyložení ani otvory.

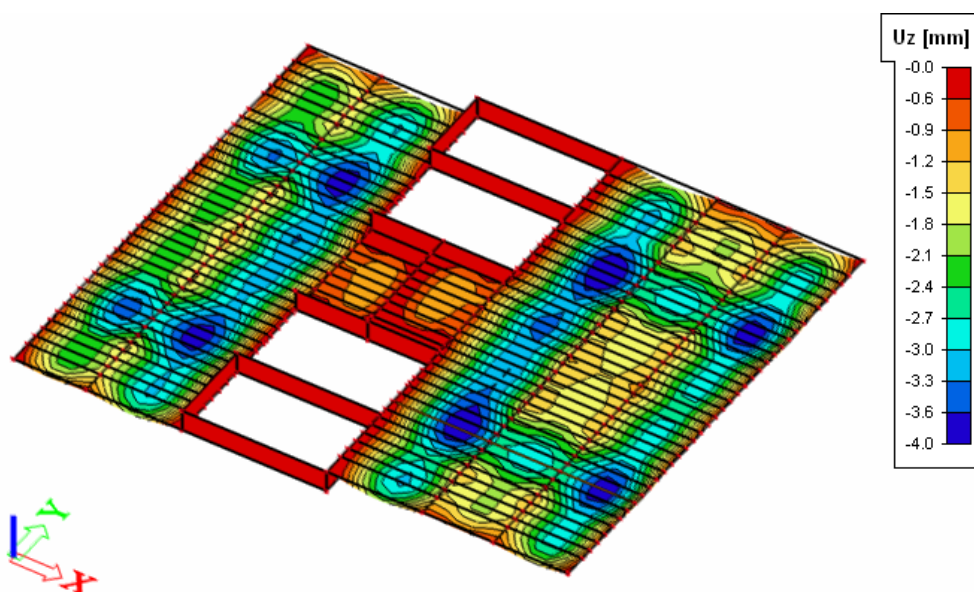
Deska byla v programu Scia Engineer modelována jako deska konstantní tloušťky se společnými uzly vždy v hlavách sloupů.

5.5 Srovnání

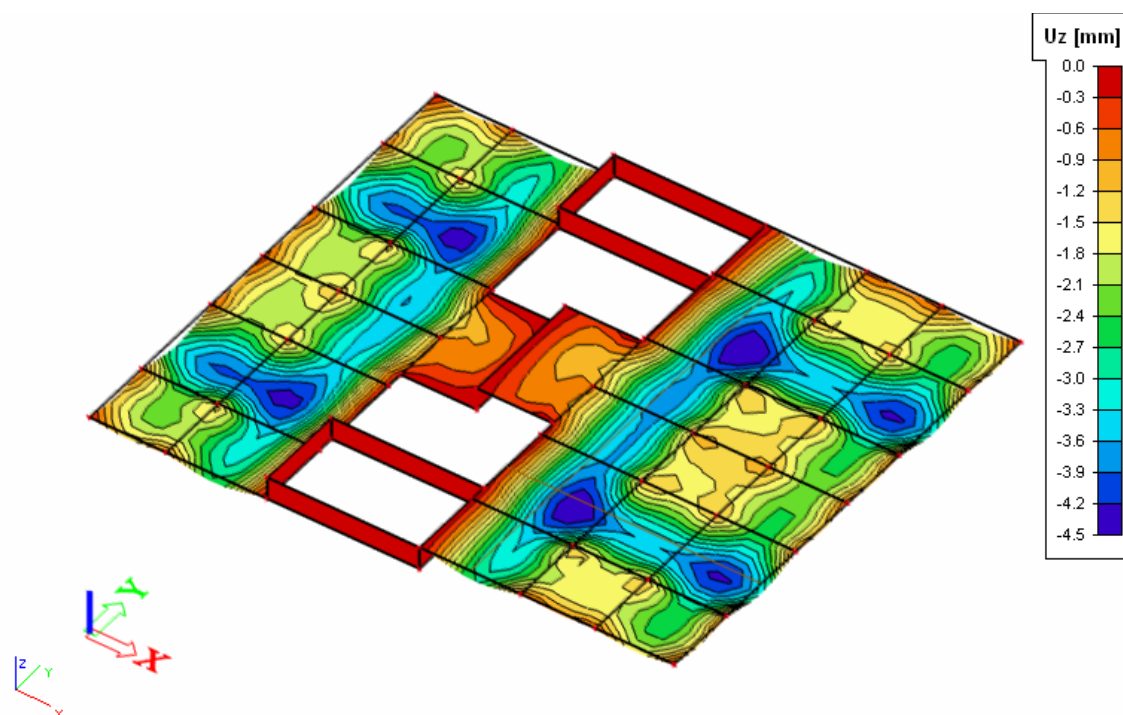
V následující kapitole bude provedeno srovnání variant zastropení parkovacího podlaží. Uvedené srovnání bude přínosné pro pochopení chování dvou různých konstrukčních variant ze statického hlediska, ale rovněž může být přínosné pro mezioborové odborníky, kteří na základě získaných údajů budou schopni lépe volit řešení daných problémů. Rovněž možný budoucí investor bude mít možnost na základě více variant rozhodnout, která z nich je pro daný účel výhodnější a ekonomičtější (spotřeba materiálů).

5.5.1 Průhyb

Průhyb je jedním z nejvýznamnějších faktorů zkoumaných v oblasti mezního stavu použitelnosti. Má výrazný vliv nejen na estetické vnímání konstrukce, ale především ovlivňuje přímo i konstrukce, které jsou na zkoumané části staticky závislé (příčky, podhledy a další).



a) trémový strop

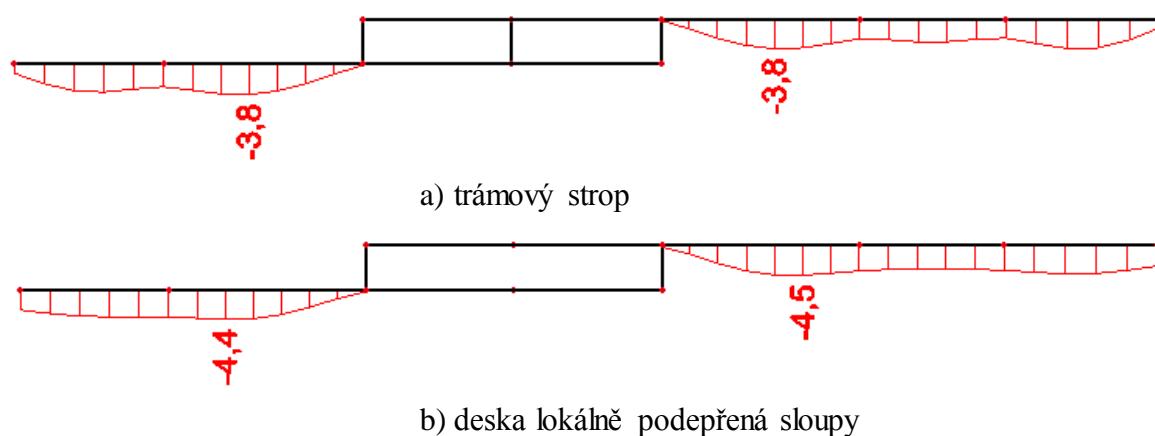


b) deska lokálně podepřená sloupky

Obr. 5.4: Průhyb stropních konstrukcí.

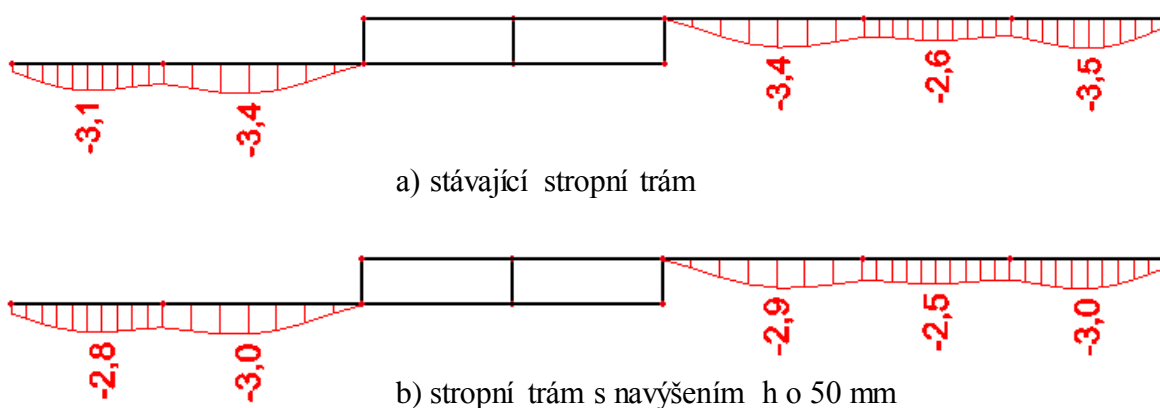
Hodnoty a charakter průhybu:

Hodnoty průhybů jsou podle logických očekávání největší v půdorysně největším poli v obou případech. Rozměr tohoto pole je 6,4 x 6,5 m. Nejvyšší hodnota průhybu u trémového stropu ve zmíněném poli je 4,0 mm, u deskového stropu 4,5 mm. Nejnížší hodnota průhybu se pak nachází ve středních polích, kde hodnota průhybu obou variant je přibližně stejná, a to 1,5 mm. Mohlo by se zdát, že rozdíl deformací není velký. Je to dáno především výškou žebra, které je 0,3 m vysoké. Oproti výšce přičle zde existuje značná rezerva, co se týče výšky žebra, resp. její účinné výšky. Pokud by byl požadavek na co nejmenší průhyb stropní konstrukce, bylo by možné výšku žebra zvýšit, čímž by se snížil průhyb. Porovnání současného stavu a žebra o 50 mm vyššího je na obr. 5.6. Nutno poznamenat, že žebro nebylo žádným způsobem dimenzováno na únosnost ani použitelnost a jeho rozměry byly stanoveny podle doporučujících vztahů.



Obr. 5.5: Průhyb stropních konstrukcí ve sloupovém pruhu a na okrajích.

Charakter průhybů je u obou variant velmi podobný. Největší rozdíl je v průhybu mezi podporami v tzv. sloupovém pásu desky a na okrajích desek, kde se menší hodnota průhybu u trámového stropu projeví nejvíce. Rámová příčel o výšce 0,6 m má vyšší tuhost než deskový pruh o tloušťce 0,22 m. Názorně je tento předpoklad vidět na obr. 5.5. Na obr. 5.4 si můžeme povšimnout toho, že tento efekt má za následek rovněž to, že u deskového stropu velká deformace plynule přechází do sousedního pole desky. Toto se u trámového stropu neděje, neboť se mezi dvěma poli nachází příčel s velkou tuhostí, která nepřipustí velkou deformaci. Větší tuhost příčelí a trámů se projevuje rovněž na okrajích, kde jsou jejich deformace menší. Zde se nabízí poukázat na vhodnost použití prosklené fasády na daný případ zastropení. Jak už bylo řečeno, fasáda je připevněna soustavou konzol ke krajnímu trámu nebo kraji desky. Sklo je křehký materiál a velké deformace způsobí jeho velké namáhání nebo popraskání. Z tohoto důvodu je rozhodně vhodnější způsob zastropení trámový strop, který má menší deformace a neklade tedy tak velké požadavky na řešení dilatace skleněné fasády od nosných konzol.



Obr. 5.6: Srovnání stávajícího trámu a trámu o 50 mm vyššího.

5.5.2 Objem betonu

V následující podkapitole bude uveden rozdíl mezi množstvím betonu potřebného ke zbudování konstrukce jednotlivých variant. Uvedené hodnoty budou reprezentovat celý objem konstrukce – objem armovací výztuže bude pro tento účel zanedbán.

Objem u varianty trémového stropu bude počítán z dílčích objemů příčlí, stropních trámů a desky. Příčel má rozměry 0,6 x 0,28 m, stropní trám 0,15 x 0,3 (0,45) m a deska je tlustá 0,1 m. Deska lokálně podepřená sloupy má tloušťku 0,22 m.

MNOŽSTVÍ BETONU

TRÁMOVÝ STROP

$$V = 84 \text{ m}^3$$

LOKÁLNĚPODEPŘENÁ DESKA

$$V = 127 \text{ m}^3$$

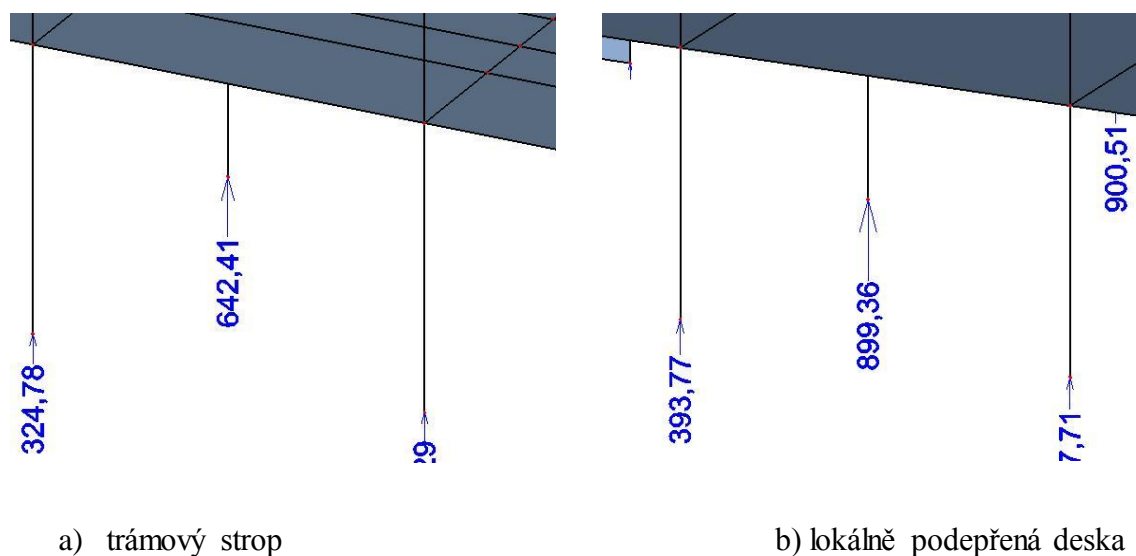
Z prezentovaných výsledků je zřejmé, že varianta trémového stropu má přesně o jednu třetinu menší objem betonu než varianta lokálně podepřené desky.

Menší objem betonu má zřejmé důsledky ať už ekonomické, ale i další, které budou rozebrány v následující kapitole.

5.5.3 Reakce do základové patky

Při stejném účelu objektu (parkovací dům) bude nahodilé zatížení u obou variant uvažováno totožné, a proto bude vliv tohoto zatížení na rozdíl v reakcích přenášených do základové patky nebo jiného základového prvku nulový.

Jako jediné bude rozdíl reakcí jednotlivých variant ovlivňovat stálé zatížení konstrukce, resp. její vlastní hmotnost. Jak již bylo řečeno v kapitole 5.5.2, objem betonu je u varianty trémového stropu o jednu třetinu menší než u varianty lokálně podepřené desky. Objem je přímo úměrný hmotnosti, a tak je zřejmé, že rozdíl v reakci do základové patky dvou variant bude tvořit hmotnost rozdílu objemu tohoto betonu. Konkrétně je tento rozdíl uveden na následujícím obrázku.



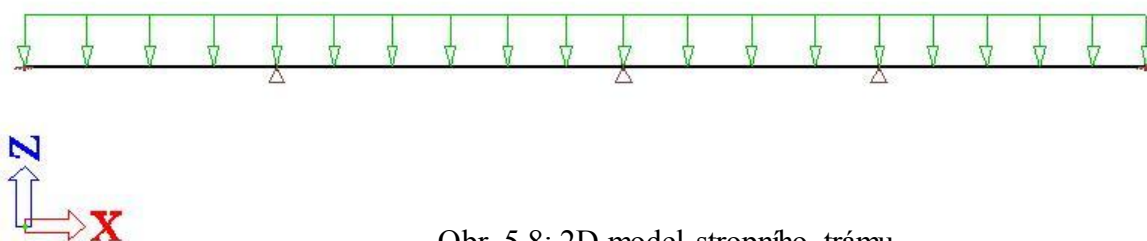
Obr. 5.7: Reakce do základové patky

Z obrázku vidíme, že stejně jako objemy betonu tak i reakce se liší přibližně o třetinu. Přesně je rozdíl reakcí 257 kN (25,7 tun). Jedná se o celkem značnou tíhu, která jistě ovlivní návrh základového prvku. Při složitých základových poměrech, kde se mohou vyskytnout problémy různé povahy v oblasti založení objektu, ať už jde o volbu typu základové konstrukce nebo velikosti sedání a přetvoření základové půdy může hrát zmíněný rozdíl v reakci (25,7 tun) významný rozdíl. Volba zastropení konstrukce tedy rovněž ovlivňuje návrh základů, případně může pomoci (snížením reakce) k vyřešení problému s nízkou únosností nebo velkým sedáním (aniž by bylo nutné sáhnout k jinému typu základu).

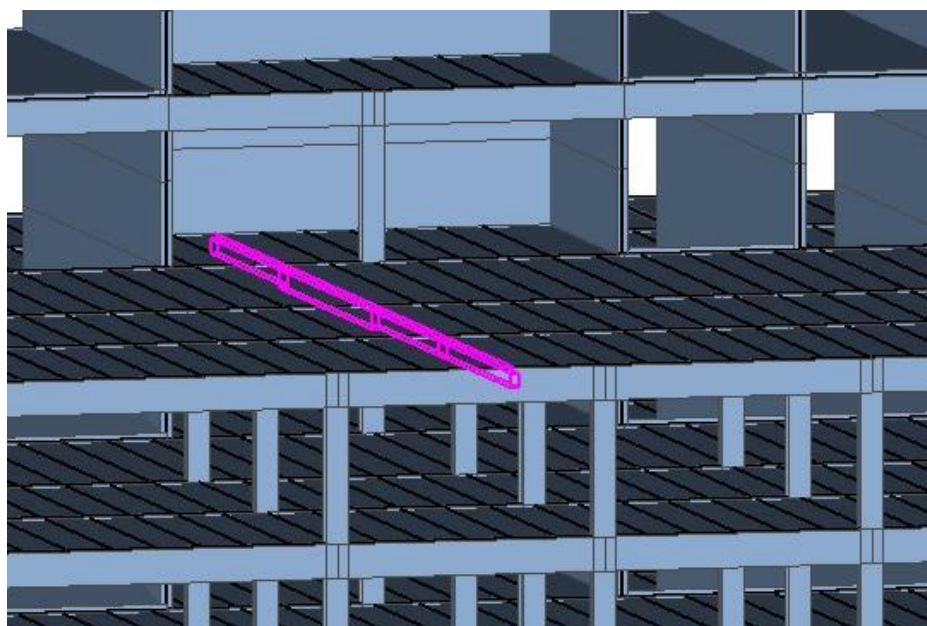
5.5.4 Srovnání výsledků 2D a 3D modelu vybraných konstrukčních prvků

Při modelování konstrukčních prvků, které pomyslně vyjmeme z konstrukce (v našem případě stropní trám – kapitola 2.4) se ve větší či menší míře uchylujeme k idealizacím konstrukce, které vedou k nepřesnostem.

Jako příklad ke srovnání nám poslouží již zmíněný stropní trám, který byl izolovaně modelován v rámci 2D modelu pro získání akcí působících na příčel. Stejný trám byl pak modelován i ve 3D.

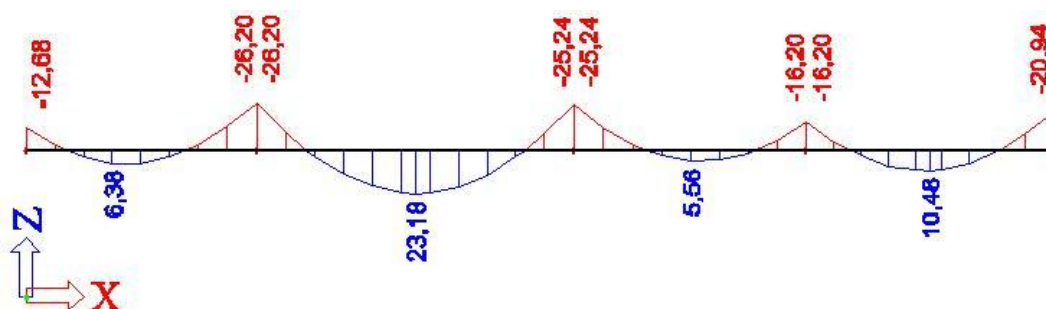


Obr. 5.8: 2D model stropního trámu.

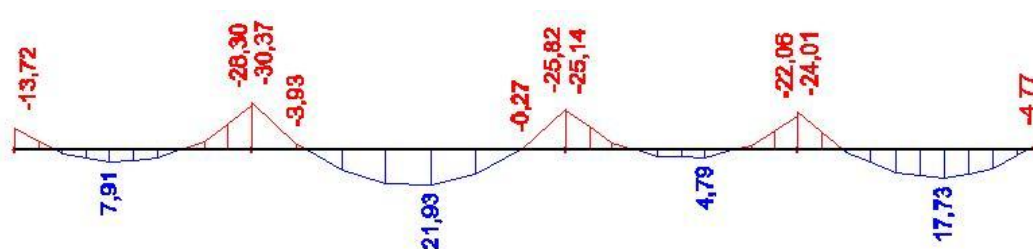


Obr. 5.9: 3D model stropního trámu.

Následující obrázky ukazují srovnání ohybových momentů 2D a 3D modelu. Trámy byly zatíženy stálým zatížením uvažovaným ve statickém výpočtu, tj. 5,56 kN/m.



a) 2D model stropního trámu



b) 3D model stropního trámu

Obr. 5.10: Srovnání ohybových momentů od stálého zatížení

Z obrázků jsou na první pohled patrné největší rozdíly a místa, kde se idealizace a zjednodušení 2D modelu projevují nejvíce. Jedná se především o vetknutí pravé části trámu do přičle. Zde ovšem vyvstává otázka definování pojmu vetknutí. Ve smyslu monolitického spojení trámu a přičle můžeme považovat spoj za monolitický, tedy neumožňující pootočení (pootočení styčnicku se rovná nule). Tento předpoklad byl aplikován při modelování trámu v rovině. Jedná se o zjednodušující předpoklad, který má za následek vyšší hodnotu ohybového momentu na trámu rovnající se 20,94 kNm. Skutečnost je ovšem taková, že přičel i přes svou poměrně velkou výšku 0,6 m má jistou ohybovou tuhost (ve vztahu k trámu se jedná o tuhost v kroucení). Čím větší tuhost systému, tím větší hodnota ohybového momentu a naopak. Tento fakt byl při modelování v prostoru již uvažován a projevilo se to na hodnotě ohybového momentu poklesem na 4,77 kNm (pokles hodnoty tuhosti přičle oproti tuhosti dokonalého vetknutí způsobil pokles momentu). Podíváme-li se na opačný konec, kde je trám vetknutý do stěny ztužujícího jádra, vidíme, že pokles momentu se zde nerealizuje vzhledem k velké tuhosti stěny. Naopak je moment dokonce vyšší, což může být důsledek redistribuce momentů po délce nosníku vlivem podstatně se snižujícího momentu na pravém okraji.

Kapitola 6

Závěr

V bakalářské práci byl proveden variantní návrh nosné železobetonové konstrukce již existujícího objektu vícepodlažního parkovacího domu. Navrhovaná nosná konstrukce je tvořena příčným rámem. Zabýval jsem se návrhem pouze na mezní stav únosnosti. Navrženy byly následující prvky: sloup v prvním a posledním, tj. pátém nadzemním podlaží, rámová příčel, základová pátky a deska nosná v jednom směru. Ke všem počítaným prvkům byla rovněž zpracována výkresová dokumentace. Vnitřní síly působící v daných prvcích byly zjištěny modelováním v programu Scia Engineer 2012. Modelování bylo provedeno v 2D prostředí.

V druhé části práce byl vymodelován totožný objekt i v 3D prostředí programu Scia Engineer 2012 spolu s druhou variantou zastropení – deskou lokálně podepřenou sloupy. Tato kapitola čtenářům přiblížila rozdílnosti v chování konstrukcí s různým typem zastropení při stejné hodnotě a charakteru zatížení. Dozvěděli jsme se, že každá z nich má své přednosti a nedostatky a je jinak vhodná pro různá konstrukční řešení např. fasády nebo založení. Takové srovnání může dobře posloužit např. investorům nebo projektantům pro zvolení vhodných postupů pro provedení prací souvisejících s nosnou konstrukcí.

Seznam použitých zdrojů

ČSN 73 6058: 2011. *Jednotlivé, řadové a hromadné garáže*. Praha: ÚNMZ, 2011, 48 s.

ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2004, 76 s.

ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ÚNMZ, 2004, 43 s.

ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: ÚNMZ, 2005, 37 s.

ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: ÚNMZ, 2007, 124 s.

ČSN EN 1991-1-4 OPRAVA 1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: ÚNMZ, 2008, 2 s.

ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ÚNMZ, 2006.

ZICH, M.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; STRNAD, J. *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010, 145s. ISBN 978-80-86897-38-7.

ČÍRTEK, L. *Betonové konstrukce I. Betonové konstrukce prutové - Modul CS1*. Brno: VUT Brno, 2005, 78 s.

Seznam použitých zkratek a symbolů

a	vzdálenost kontrolního obvodu od líce sloupu
a_{cc}	vzdálenost těžiště tlačené části betonu
a_l	posunutí momentové čáry
a_{sl}	vzdálenost mezi pruty
$a_{sl,min}$	minimální vzdálenost mezi pruty
A	součinitel vyjadřující vliv dotvarování
A_c	plocha tlačného betonu
A_{eff}	efektivní plocha základu
A_{ref}	referenční plocha
$A_{s,min}$	minimální plocha výztuže
$A_{s,max}$	maximální plocha výztuže
A_{sl}	skutečná plocha výztuže
$A_{sl,req}$	staticky nutná plocha výztuže
A_{sw}	plocha smykové výztuže
A_a	plocha kontrolního obvodu
b_{eff}	spolupůsobící šířka desky
b_p	šířka průřezu přičle
b_s	šířka průřezu sloupu
b_{sup}	šířka podpory
b_w	šířka přičle
B	součinitel vyjadřující vliv vyztužení (u štíhlosti sloupu)
B	šířka patky
c_d	dynamický součinitel
Δc_{dev}	návrhový přídavek krytí
c_{dir}	součinitel směru větru
c_{min}	minimální krycí vrstva
c_{nom}	nominální krycí vrstva
c_{pe}	součinitel vnějšího tlaku
$c_r(z)$	součinitel drsnosti terénu
c_s	součinitel velikosti konstrukce
c_{season}	součinitel ročního období
$c_0(z)$	součinitel orografie
C	součinitel vyjadřující vliv poměru momentů působících na koncích sloupu
C_e	součinitel expozice
C_t	tepelný součinitel
$C_{Rd,c}$	součinitel
d	účinná výška
d_{eff}	průměrná účinná výška
d_l	osová vzdálenost výztuže od spodního okraje
e	výstřednost
e_i	výstřednost od geometrických imperfekcí
E_s	Youngův modul pružnosti pro ocel
f_{bd}	mezí napětí v soudržnosti
f_{cd}	návrhová pevnost betonu
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu
f_{ctd}	návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu

f_{ctm}	pevnost betonu v tahu
f_{yd}	návrhová pevnost výztuže
f_{yk}	charakteristická pevnost výztuže
$f_{ytw,d}$	pevnost smykové výztuže
F_c	síla v betonu
F_{Ed}	síla na základové spáře (u základové patky)
F_{Ed}	tahová síla ve výztuži (u kotvení)
ΔF_{Ed}	dodatečná tahová síla ve výztuži
$F_{Ed,sup}$	síla v místě podpory
F_s	síla ve výztuži
F_{we}	síla od větru působící ve styčnicku rámu
g	charakteristická tíha
g_d	návrhová tíha vrstvy v kN/m^2
g_k	charakteristická tíha vrstvy v kN/m^2
h	výška patky
h_p	výška průřezu příčle
h_s	výška desky
h_{sl}	výška průřezu sloupu
h_0	povrch vystavený vysychání
i	poloměr setrvačnosti
index sl	podélná výztuž
index st	třmínky
$I_v(z)$	turbulence větru ve výšce z
k	součinitel výšky
k_l	součinitel turbulence
k_r	součinitel terénu
l_{bd}	návrhová kotevní délka
$l_{bd,min}$	minimální kotevní délka
$l_{b,rgd}$	základní kotevní délka
l_0	vzdálenost nulových ohybových momentů (u spolupůsobící šířky)
l_0	účinná délka sloupu
L	délka patky
M_d	ohybový moment v úrovni základové spáry
M_{Ed}	návrhový ohybový moment
M_{OEd}	návrhový ohybový moment pro posouzení sloup
M_{OEqp}	moment od kvazi - permanentního zatížení (MSP)
$M_{red,b}$	redukovaný ohybový moment
M_{Rd}	návrhový resistenční moment
n	poměrná normálová síla
N_{Ed}	návrhová normálová síla
p_d	napětí v základové spáře od normálové síly od sloupu
$q_p(z)$	maximální dynamický tlak větru ve výšce z
r_m	poměr momentů
R_{dt}	tabulková únosnost základové půdy
s	vzdálenost třmínků
s_k	charakteristická hodnota ztížení sněhem na zemi
tl	tloušťka vrstvy v m
t_0	čas, kdy začíná působit zatížení
u_0	obvod sloupu
u_a	obvod kontrolního obvodu
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru

$v_m(z)$	střední rychlost větru
V_{Ed}	návrhová posouvající síla
$V_{Ed,max}$	maximální posouvající síla
$V_{Ed,red\ a}$	redukováná posouvající síla v místě a
$V_{Rd,c}$	pevnost betonu ve smyku bez smykové výztuže
$V_{Rd,max}$	únosnost tlačných diagonál
$V_{Rd,s}$	únosnost třmínků
w_e	tlak větru
w_a	modul kontrolního obvodu v místě a
w_0	modul kontrolního obvodu v místě sloupu
x	vzdálenost neutrálné osy
$x_{bal,1}$	mezí vzdálenost neutrálné osy, aby tažená výztuž byla maximálně využita
$x_{bal,2}$	mezí vzdálenost neutrálné osy, aby tlačná výztuž byla maximálně využita
z	odhadované rameno vnitřních sil
Z	výška objektu v m
z_d	rameno vnitřních sil
z_e	referenční výška
z_{max}	maximální výška
z_{min}	minimální výška

α_{cv}	součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu
α_1	součinitel kotevní délky – pro přímý prut
α_2	součinitel kotevní délky – vliv krycí vrstvy a vzdálenosti prutů
α_3	součinitel kotevní délky – vliv ovinutí výztuže
α_4	součinitel kotevní délky – vliv přivaření výztuže
α_5	součinitel kotevní délky – vliv příčného tlaku
α_6	součinitel kotevní délky – kotvení přesahem
β_a	součinitel postihující excentricitu v místě a
β_0	součinitel postihující excentricitu v místě sloupu
γ_c	dílní součinitel spolehlivosti materiálu pro beton
γ_y	dílní součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel
ε_{cu3}	mezí přetvoření betonu
ε_s	přetvoření výztuže
ε_{yd}	minimální přetvoření výztuže
η_1	součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze během betonáže
η_2	součinitel závislý na průměru prutu
λ	štíhlost sloupu
λ_{lim}	limitní štíhlost sloupu
λ_x	vzdálenost tlačné části betonu
μ	tvarový součinitel střechy - 0,8
$\nu_{Ed,max}$	maximální smykové napětí
ν_{min}	minimální napětí
$\nu_{min\ a}$	minimální napětí v místě a
ν_{Rd}	návrhové smykové napětí, smyková únosnost
ν_1	redukční součinitel při porušení betonu smykem
$\xi_{bal,1}$	poměr přetvoření oceli a betonu
$\xi_{bal,2}$	poměr přetvoření oceli a betonu
ρ	měrná hustota vzduchu

ρ_t	stupeň vyztužení
σ	napětí v základové spáře
σ_{sd}	napětí ve výztuži
$\sigma_{sd,r}$	redukované napětí ve výztuži
φ_{ef}	účinný součinitel dotvarování
$\varphi_{(t,0)}$	konečný součinitel dotvarování
\emptyset	průměr vložek
ω	mechanický stupeň vyztužení

Seznam příloh

P1 – Použité podklady

P2 – Statický výpočet

P3 – Výkresová dokumentace

P4 – Řešení vnitřních sil a výstupy výpočetního programu